Architectural Institute of Japan

【カテゴリーⅡ】

日本建築学会構造系論文集 第73巻 第624号, 307-315, 2008年2月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 73 No. 624, 307-315, Feb., 2008

PC圧着関節工法を用いた十形架構の力学的挙動に関する研究

STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN-FOUNDATION IN FRAME WITH PRESTRESSED CONCRETE MILD-PRESS-JOINT

坂田弘安*1, 中井敏文*2, 杉山智昭*3, 和田　章*4, 松崎育弘*5

Hiroyasu SAKATA, Toshifumi NAKAI, Tomoaki SUGIYAMA, Akira WADA and Yasuhiro MATSUZAKI

The PRESTRESSED CONCRETE MILD-PRESS-JOINT method was proposed for controlling earthquake damage to buildings. It is expected to effective in future seismic designs. So far, Experiments were carried out on 十-shaped and ⊢-shaped frames designed using this method. As a result, it clarifies the mechanical properties such as hysteresis characteristic, behavior of joint rotation prestressing strand for compression beam-column. However, there have been almost no experimental studies about column-foundation on this method. Thus, experiments of beam-column-foundation in frame structure which has foundation part and frame of cruciform using this method were carried out not only to obtain behaviour of joint rotation by prestressing steel bar compressing column-foundation and damege controlled effect against column-foundation, but also to study on the influence mechanical behaviour of the column-foundation to the frame with PRESTRESSED CONCRETE MILD-PRESS-JOINT. In addition, two-dimensional finite element analyses were carried out to investigate the stress state of the beam-column-foundation in frame structure.

Keywords: *PRESTRESSED CONCRETE MILD-PRESS-JOINT, Damage Control, Beam-Column-Foundation in Frame, Prestress Force in Column*
PC圧着関節工法，損傷制御，十形架構，柱プレストレス力

1. 序

コンクリート系構造において，損傷制御を可能とする工法としてPC圧着関節工法を提案している。図1にPC圧着関節工法の概要を示す。本工法は高品質かつ高強度(F_c=50N/mm^{2}以上)のPCa部材を，PC鋼材を用いて圧着接合し，一体化させる工法である。本工法に用いるPC鋼材は，1次ケーブルと2次ケーブル(圧着接合用PC鋼より線)の2種類を使用する。1次ケーブルは部材をフルプレストレスの状態にするために用い，部材端部に定着させる。この時，1次ケーブルの導入プレストレス力は，PC鋼材規格降伏強度の85%程度とする。2次ケーブルは，柱・梁部材を貫通させて部材間を圧着接合する際に用い，その導入プレストレス力はPC鋼材規格降伏強度の50%程度とする。このことにより大地震時のような大きな水平力を受ける場合に，PC鋼材の伸び出しを許容し，圧着部(関節部)に弾性回転を形成して，『非線形弾性』の特性を有する架構を実現することにより，損傷を圧着部近傍に集中させることで損傷制御する工法である。筆者らはこれまでにPC鋼より線を使用した柱・梁圧着部を含む十字形・ト形部分架構実験[1),2),3)]を行い，本工法を用いた静定構造物の構造性能について把握した。本工法を用いた架構の変形は，PC鋼より線が柱梁接合部および梁部材から伸び出す挙動によって決定されるため，PC鋼より線とグラウト間の付着性状を把握することを目的としたPC鋼より線の付着実験[4),5)]を行った。その付着実験により，PC鋼より線の付着応力度は載荷時・除荷時においてほぼ同等であり，弾性的な付着特性を有することを把握した。しかし，これまでに本工法を用いた架構の実験は静定構造物のみを対象としたものであり，また柱脚部分の力学的挙動を調べるための実験は行われていない。

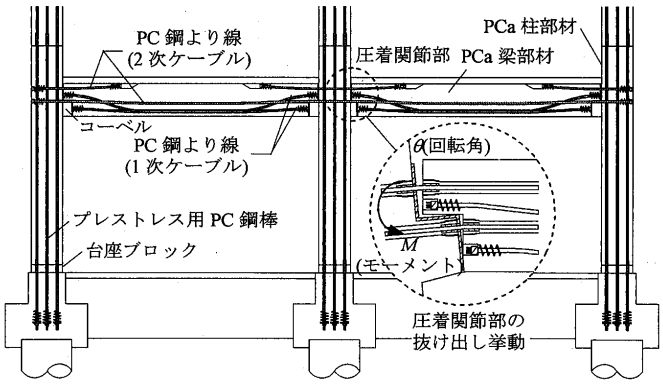


図1 PC圧着関節工法の概要

本研究では，本工法を用いた柱脚部の回転性能，柱脚部の挙動が架構に与える影響，関節形成順序に代表される不静定構造物としての挙動，損傷制御効果について調べることを目的として，基礎部分から2階の柱梁接合部までを含んだ十形部分架構を取り出し，これに対して正負交番漸増繰返し載荷実験を行った。また，柱部材をPCaRC造とした場合の

*1 東京工業大学建築物理研究センター　准教授・工博
*2 元　東京工業大学　大学院生・修士(工学)
*3 東京理科大学工学部建築学科　助教・博士(工学)
*4 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博
*5 東京理科大学工学部建築学科　教授・工博

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Assistant Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

表 1　試験体諸元および材料特性

試験体	部材	柱の構造形式	コンクリート・モルタル材料特性					PC鋼材								主筋			せん断補強筋		
			$_cσ_B$※1	$E_c(\times10^4)$※2	$_cσ_t$※3	$_mσ_B$※4	$_gσ_B$※5	材種	配筋	$_pσ_y$※6	E_p※7($\times10^5$)	$η_p$※8	$η_N$※9	$η_{(p+N)}$※10	$σ_{(p+N)}$※11	呼び名	材種	p_t※12	呼び名	p_w※13	p_{jw}※14
			N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²			N/mm²	N/mm²				N/mm²			%	(材種)	%	%
No.1	梁	PCaPC	90.9	4.03	5.53	82.4	44.0※15	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	-	0.054	4.84	D10	SD295A	0.32	D6 (SD295A) [No.3の柱部材のみ中子筋を配置]	0.39	0.28
	柱		90.9	4.03	5.53	74.4	23.3※16	B種1号	8-φ13	1196	2.01	0.043	0.081	0.124	11.1	D6 and D10		0.29		0.37	
No.2	梁	PCaPC	87.0	4.15	5.74	86.1	67.0※15	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	-	0.054	4.84	D10		0.32		0.39	
	柱		87.0	4.15	5.74	74.4	23.3※16	B種1号	8-φ13	1196	2.01	0.064	0.081	0.145	13.1	D6 and D10		0.29		0.37	
No.3	梁	PCaRC	80.0	3.80	5.30	86.1	66.5※15	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	-	0.054	4.84	D10		0.32		0.39	
	柱		67.4	3.74	4.50	74.4	-	-	-	-	-	-	0.146	0.146	7.28	D16	SD345	0.90		0.56	

※1 コンクリート圧縮強度，※2 コンクリートのヤング係数，※3 コンクリートの引張強度，※4 目地モルタルの圧縮強度(梁は柱-梁間，柱は台座ブロック-スタブ間の目地モルタルを示している)，※5 シース管内に充填するグラウト材の強度，※6 PC 鋼材の降伏強度，※7 PC 鋼材のヤング係数，※8 プレストレス比(η_p=P/b/D/F_c, P:プレストレス力，b:梁幅 or 柱幅，D:梁せい or 柱せい，F_c:コンクリート設計基準強度)，※9 柱軸力比(η_N=N/b/D/F_c，N:軸力，b:柱幅，D:柱せい，F_c:コンクリート設計基準強度)，※10 軸力比(=(N+P)/b/D/F_c)，※11 軸力とプレストレス力を合わせた圧縮応力度(N/mm²)，※12 引張鉄筋比，※13 せん断補強筋比，※14 接合部せん断補強筋比，※15 材齢 31 日，※16 材齢 17 日

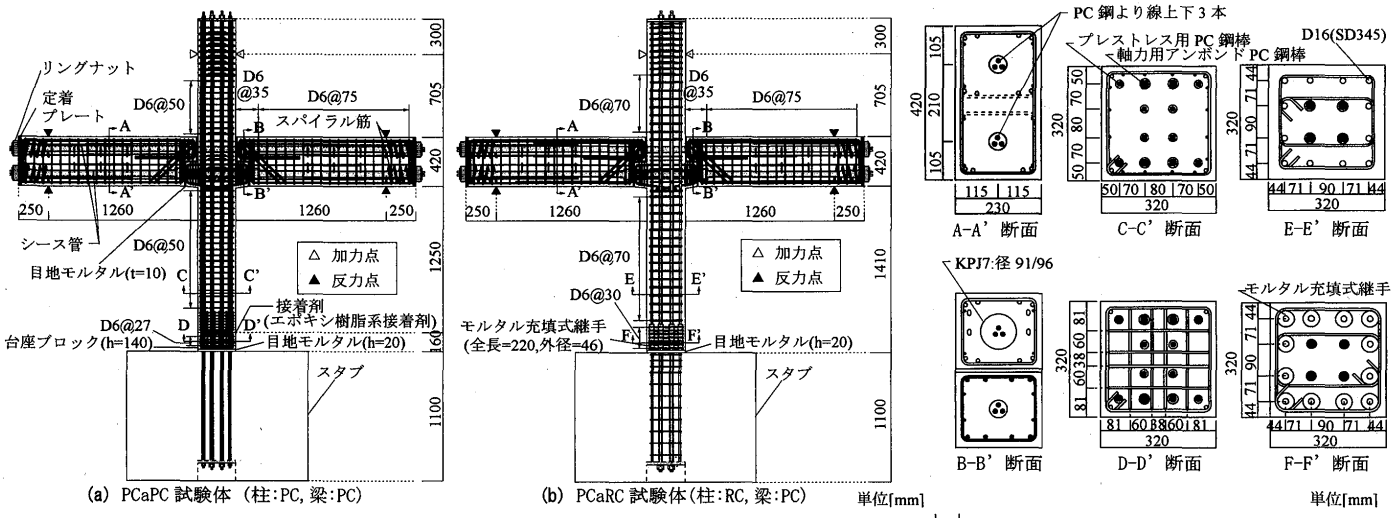


図 2　試験体形状及び断面

架構の挙動を把握し，柱部材を PCaPC 造とした場合と比較する目的で，モルタル充填式継手により基礎と柱脚を接合した試験体に対しても同様の実験を行った。さらに柱脚部，柱梁接合部の応力状態等を確認することを目的として，2 次元有限要素法解析を行った。本論文では，以上の実験および解析により得られた知見について示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

表 1 に試験体諸元および材料特性，図 2 に試験体形状及び断面を示す。試験体は基礎部分から 2 階の柱梁接合部までを含んだ十形架構であり，実大の 1/3 スケールを想定している。試験体は PCa 柱にプレストレス力が導入されている PCaPC 試験体を 2 体，PCa 柱部材が RC 造である PCaRC 試験体を 1 体の計 3 体を計画した。3 試験体とも PCa 梁部材の断面寸法は既往の試験体と同一[1),2),3),4),5)]とし，PC 鋼より線を上下段 3 本配置した。梁の導入プレストレス力は，PC 鋼より線に 0.5_bP_y(=78kN/本，$_bP_y$:PC 鋼より線の規格降伏強度(156kN))を導入した。全試験体とも梁部材の曲げ耐力は PC 規準[6)]の曲げ破壊耐力式を用いて算定すると，146kNm(層せん断力換算値:207kN)である。No.2，No.3 試験体の PCa 柱部材の曲げ耐力は No.1 試験体と同一となるようにした。尚，3 試験体とも降伏ヒンジの形成順序が梁端部，柱脚部の順となるよう各曲げ耐力を設定した。以下に試験体の変動要因の詳細を示す。

1)PCaPC 試験体

No.1 試験体は標準試験体とし，柱の導入プレストレス力は，PC 鋼棒(8-φ13)により 0.4_cP_y(=49kN/本，$_cP_y$:PC 鋼棒の規格降伏強度(123kN))を導入した。尚，柱導入プレストレス力は本工法を用いた構造のクライテリア[7)]を満たすよう設定した。No.1,No.2 試験体の PCa 柱部材の曲げ耐力は PC 規準[6)]を用いて算定すると，236kNm(層せん断力換算値:222kN)である。No.2 試験体は柱導入プレストレス力が柱脚部の挙動に与える影響を把握するため，No.1 試験体に対して柱導入プレストレス力を 1.5 倍(0.6_cP_y(=74kN/本))に設定した試験体である。

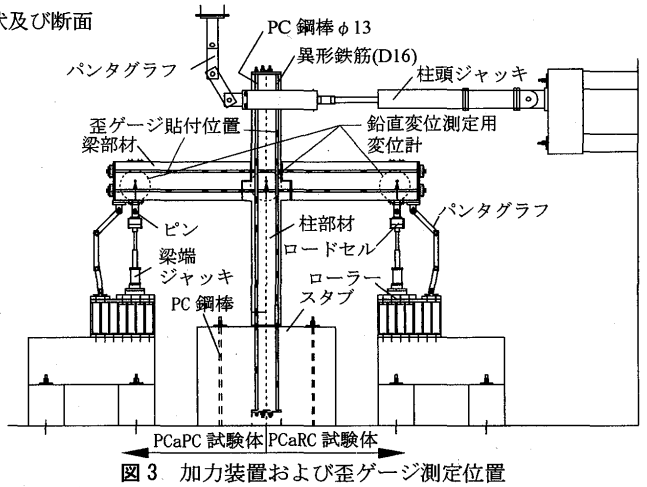
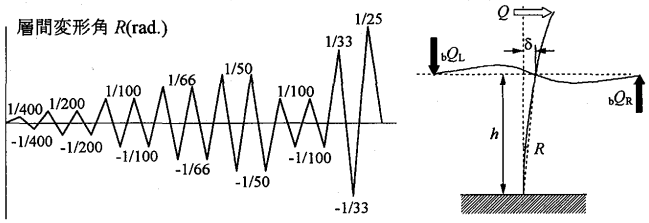


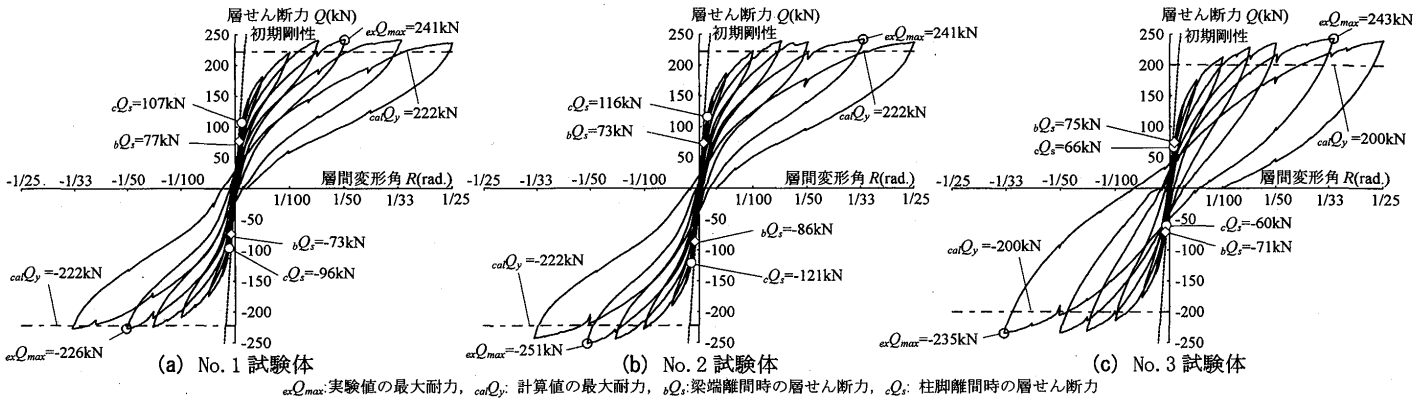
図 3　加力装置および歪ゲージ測定位置



Q:層せん断力，$_bQ_L$:左梁せん断力，$_bQ_R$:右梁せん断力，
R:層間変形角，δ:層間変位，h:スタブ上面から接合部中心までの距離(=1620mm)

図 4　加力サイクル

NII-Electronic Library Service



exQmax:実験値の最大耐力，calQy:計算値の最大耐力，bQs:梁端離間時の層せん断力，cQs:柱脚離間時の層せん断力

図 5　層せん断力 Q-層間変形角 R 関係

両試験体とも柱コンクリート設計基準強度は 90N/mm² とした。また柱の建方精度を向上させるために柱脚部に台座ブロックを設けている。

2)PCaRC 試験体

No.3 試験体は柱を PCaRC とし，柱脚に台座ブロックのない試験体である。PCa 柱部材の曲げ耐力は New RC 式[8] を用いて算定した No.1 試験体の柱終局曲げ耐力 190kNm(層せん断力換算値:200kN)と同値となるよう設定した。PCa 柱部材と基礎部分の接合にはモルタル充填式継手を用い，柱コンクリート設計基準強度は現在建てられている実建物の現状を考慮し 50N/mm² とした。尚，No.1 試験体と柱曲げ耐力が同等となるよう柱主筋に D16(SD345)を用いた。

2. 2 実験方法

図 3 に加力装置および歪ゲージ測定位置，図 4 に加力サイクルを示す。

柱頭を加力点とした正負交番漸増繰り返し載荷を行い，1 層の層間変形角により制御した。1 層の層間変形角は(1)式で算定した。

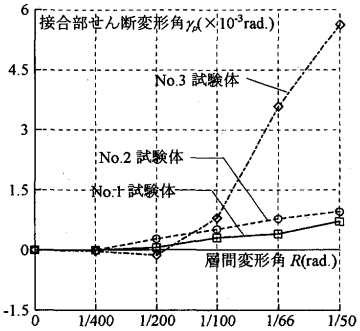
$$R=\frac{\delta}{h} \tag{1}$$

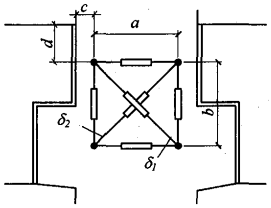
ここで，R:層間変形角，δ:接合部中央水平変位，h:スタブ上面から接合部中央までの高さ(=1620mm)である。図 3 に示すように試験体を固定するため，スタブ上面と反力床とを PC 鋼棒で締め付けた。両梁端にはロードセル付きジャッキを取り付け，梁との固定部をピン支持し，足元にはリニアウェイを敷きローラー支持とした。柱頭部および梁端部には面外変形を防止するため，同箇所にパンタグラフを設けた。また地震時の挙動を再現するために，接合部中央位置と両梁端のジャッキ取り付け位置に鉛直変位を測定する変位計を設置し，±0.1mm の許容範囲で両梁端位置が接合部中央位置に追随するように梁端のジャッキの制御を行った。また全試験体に柱軸力としてアンボンド PC 鋼棒(4-ϕ19)により計 745kN の圧縮力(軸力比 η_N:No.1,No2=0.081,No.3=0.146)を導入した。また，鋼材の降伏，歪分布の把握や既往の研究[4),5)] で把握した付着性状等を確認することも目的とし，図 3 に示すように PC 鋼より線，PC 鋼棒，異形鉄筋(D16)等に歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果

3.1 変形性状

図 5 に層せん断力 Q-層間変形角 R 関係を示す。図 5 中の初期剛性は RC 規準[9]による剛域を考慮して算出した。$_{cal}Q_y$ は梁端部，柱脚部の順に降伏ヒンジを形成する機構を想定して，仮想仕事法で算出





$$\gamma_p=\sqrt{a^2+b^2}\cdot(\delta_1-\delta_2)/(2ab) \tag{2}$$

※ δ_1,δ_2:対角線方向の伸縮量
※ γ_p:接合部せん断変形角
※ a:220mm,b=220mm
c:50mm,d=100mm

図 6　接合部せん断変形角 γ_p の推移

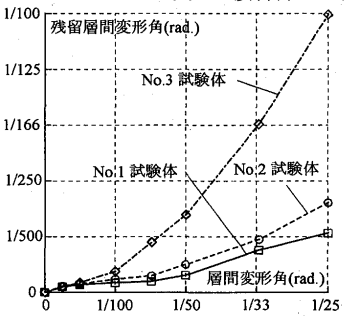


図 7　残留層間変形角の推移

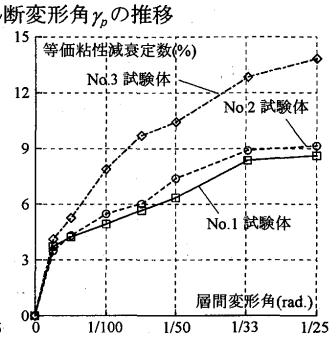
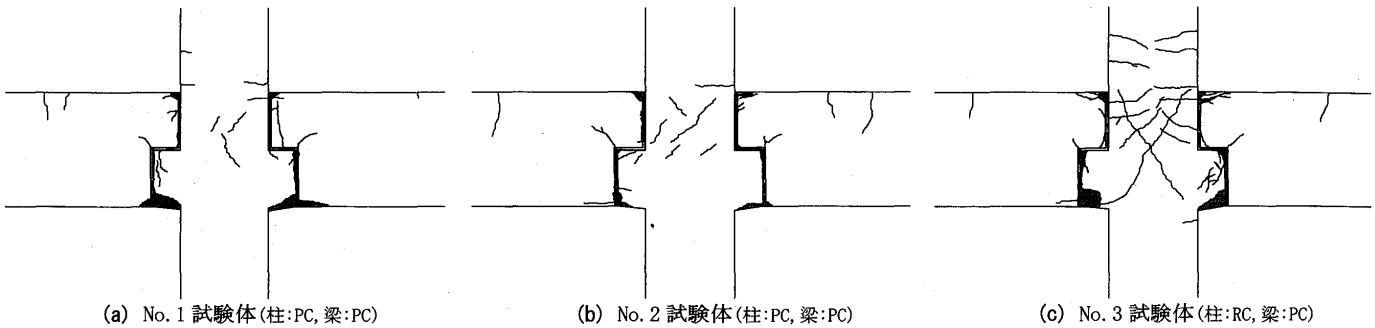


図 8　等価粘性減衰定数の推移

した。全試験体とも初期の Q-R 関係は計算値による弾性剛性とほぼ等しい値を示した。PCaPC 試験体(No.1,No.2)は柱脚圧着部および柱梁圧着部の緊張力と同等の引張力が作用した時点で離間が始まり，梁，柱の順に離間が生じたが，No.2 試験体は No.1 試験体より柱導入プレストレス力が大きいため，柱の離間荷重が若干大きい結果となった。梁･柱の離間後は剛性の低下が見られ，特に柱の離間後の剛性低下は大きいものであった。No.1,No.2 試験体ともに R=1/66rad. あたりで架構の耐力が頭打ちとなり，R=1/25rad.まで耐力を維持し，靭性能に富んだ復元力特性を示した。除荷時は原点指向型の非線形弾性復元力特性を示した。一方，PCaRC 試験体(No.3)では梁導入プレストレス力と同等の引張力が作用した時点で梁端の離間が始まり，架構の剛性が低下し始めた。その後，柱脚部の曲げひび割れによる損傷が激しくなるにつれ，剛性が低下し，R=1/50rad.で架構の耐力が頭打ちとなった。R=1/100rad.までは逆 S 字の原点指向型の履歴を示したが，それ以降では履歴幅の狭い紡錘型を示した。

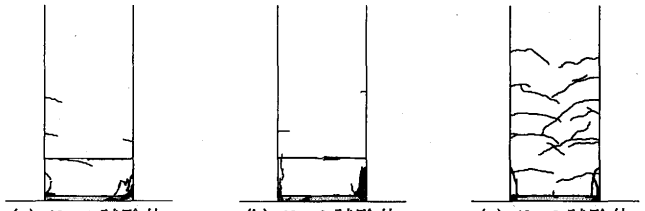
図 6 に接合部せん断変形角の推移を示す。接合部せん断変形角 γ_p は図 6 右に示す(2)式から算出した。PCaPC 試験体の接合部せん断変形角は，層間変形角 R=1/50rad.時においても 1/1000rad.以下であり，接合部のせん断変形は極めて小さいものであった。また No.1，No.2

NII-Electronic Library Service



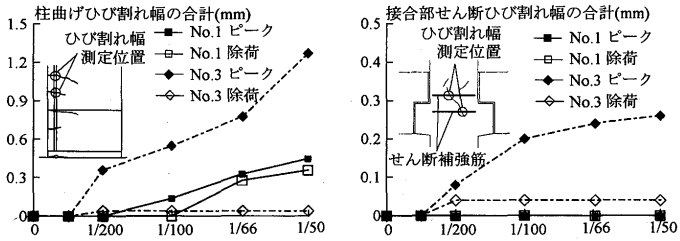
(a) No. 1 試験体(柱:PC, 梁:PC)　(b) No. 2 試験体(柱:PC, 梁:PC)　(c) No. 3 試験体(柱:RC, 梁:PC)

図 9　柱梁接合部破壊状況(層間変形角 R=1/25rad.)



(a) No. 1 試験体　(b) No. 2 試験体　(c) No. 3 試験体

図 10　柱脚部破壊状況(層間変形角 R=1/25rad.)



柱脚部の曲げひび割れ幅の推移　接合部せん断ひび割れ幅の推移

図 11　ひび割れ幅の推移

試験体において最も差が生じている層間変形角 1/66rad.でも絶対値にして，接合部せん断変形角は 1/2600rad.程度であり，どちらも極小であり，柱プレストレス力の違いによる影響は見られなかった。一方，PCaRC 試験体は，R=1/100rad.以降，PCaPC 試験体と比べ接合部せん断変形角が急激に増大した。本実験では図 6 右に示すような測定方法を用い，かつ(2)式により求めたものをせん断変形と定義している。PCaRC 試験体においては柱曲げひび割れが多少発生しており，その影響も含まれている。

図 7 に残留層間変形角の推移を示す。PCaPC 試験体(No.1,No.2)は R=1/25rad.経験後においても，残留層間変形角が 1/400rad.程度と小さいものであったのに対し，PCaRC 試験体(No.3)は残留層間変形角が 1/100rad.程度と 4 倍ほど大きい結果となった。

図 8 に等価粘性減衰定数の推移を示す。図 8 に示すように等価粘性減衰定数は PCaPC 試験体より PCaRC 試験体のほうがいずれのサイクルにおいても大きくなり，同一層間変形角 1/33rad.時においては，PCaRC 試験体が 12.8%，PCaPC 試験体は 8.6%程度であった。これらから，PCaRC 試験体は PCaPC 試験体よりもエネルギー吸収能が大きいと考えられる。

尚，軸力用アンボンド PC 鋼棒が傾くことによって層せん断力に対する寄与が生じてしまうが，実験結果から層間変形角 R=1/50rad.時においても，全試験体とも 7%程度であることを確認している。

3.2 破壊性状

図 9，図 10 に層間変形角 R=1/25rad.時の柱梁接合部および柱脚部の破壊状況を示す。PCaPC 試験体は梁端離間後に図 9 に示すように，梁圧着部に損傷が集中し，R=1/66rad.時に PC 鋼より線が降伏した。R=1/66rad.以降，コーベル部のカバーコンクリートの剥離が顕著であった。しかし，柱・梁一般部および接合部では損傷はほとんど見られなかった。また柱脚部ではスタブー台座ブロック間(以下，圧着面)，柱部材ー台座ブロック間(以下，接着面)で離間が生じたが，図 10 に示すように柱一般部の曲げひび割れによる損傷はほとんど見られなかった。R=1/66rad.付近において台座ブロックの圧壊が生じ，その後，No.2 試験体は R=1/25rad.に向かう途中で PC 鋼棒が降伏に至ったが，No.1 試験体は R=1/25rad.ピーク時においても降伏には至らなかった。No.1,No.2 試験体とも圧縮側コンクリートは変形の増大に伴いカバーコンクリートは剥落したものの，両試験体ともコアコンクリートは健全であったため，初期導入歪が大きい No.2 試験体が No.1 試験体よりも早期の段階で降伏に至る結果となっており，5.3 節,実験値との比較に示す有限要素法解析においても同様な傾向を示すことを確認している。最終破壊状況を比較すると，No.2 試験体は No.1 試験体と比べ，台座ブロック付近のカバーコンクリートの損傷が目立った。PCaRC 試験体は R=1/100rad.時に柱脚部危険断面位置において柱主筋が降伏し，それ以降は柱脚部の曲げひび割れが拡大し，損傷が激しくなっていった。そして PCaPC 試験体同様，R=1/66rad.時に PC 鋼より線が降伏した。R=1/66rad.以降，コーベル部のカバーコンクリートの剥離が顕著であった。

図 11 に柱脚部の曲げひび割れ幅と柱梁接合部せん断ひび割れ幅の推移を示す。図 9，図 10，図 11 に示すように，PCaRC 試験体は PCaPC 試験体と比べ柱曲げひび割れ，柱梁接合部せん断ひび割れが多数生じ，ひび割れ幅の総計を比較してわかるように損傷が大きいものであった。

3.3 圧着部(関節部)回転性状

図 12 に断面内離間位置および回転角の導出，図 13 に梁端および柱脚圧着部の断面内離間位置の推移を示す。図 12(a)に示す A'点~D'点は梁端の初期のターゲット位置を示す。図 13 に示す断面内離間位置の推移は，梁端部では図 12(a)に示す変形後のターゲット A''点~D''点の A 点~D 点に対する相対的な動きから求めた。すなわち，直線 $\overline{A'B'}$ と直線 $\overline{A''B''}$，直線 $\overline{C'D'}$ と直線 $\overline{C''D''}$ を結ぶ交点を断面内離間位置とした。柱脚部では図 12(b)に示す台座ブロックのターゲットの動きから同様に求めた。梁端部の回転中心位置は圧縮縁近傍に位置している。柱脚部の回転中心位置は初期には断面中心位置付近にあるが，その後，圧縮縁側に移動し，R=1/66rad.以降は柱芯から 80mm の位置で一定となった。

NII-Electronic Library Service

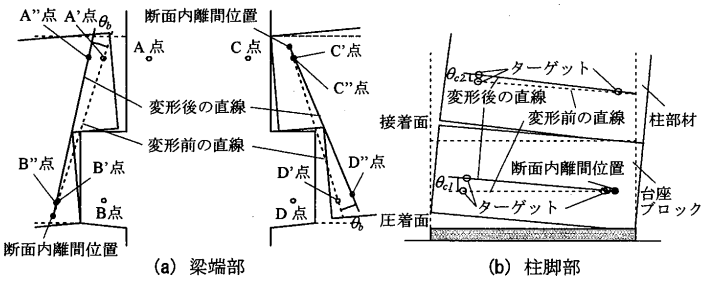


図 12 断面内離間位置および回転角の導出

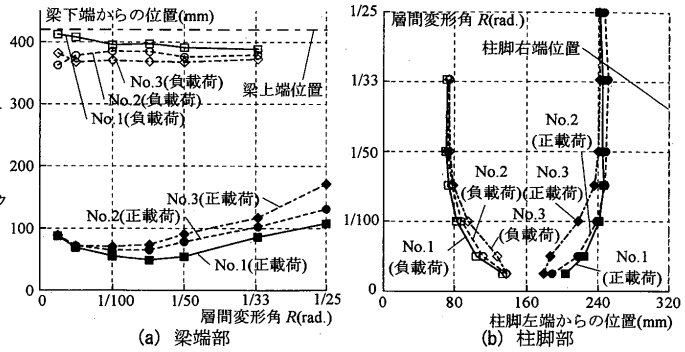


図 13 断面内離間位置の推移

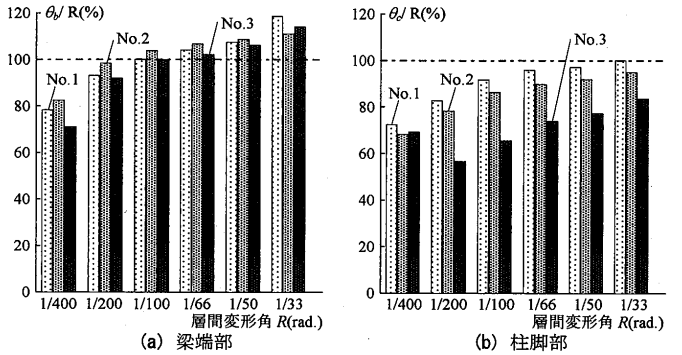


図 14 圧着部(関節部)回転角が層間変形角に占める割合

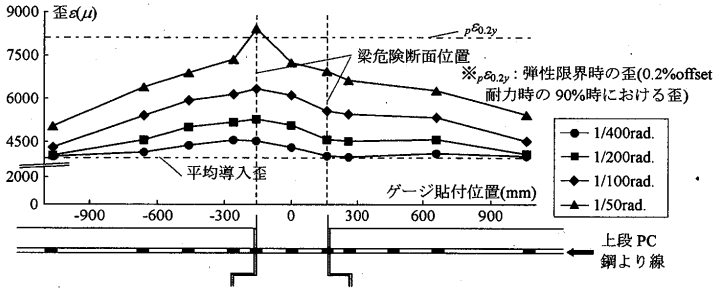


図 15 PC 鋼より線の歪分布(No. 1)

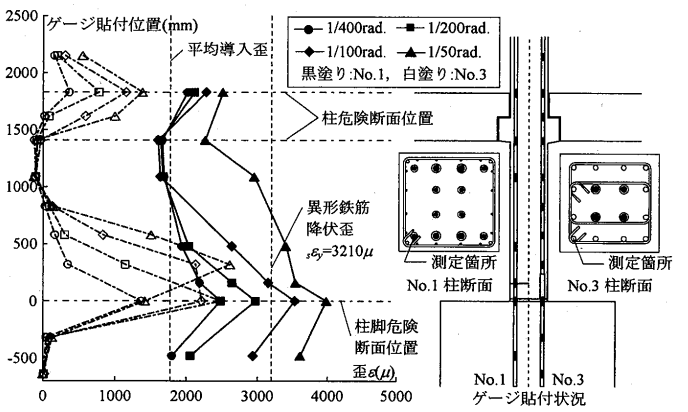
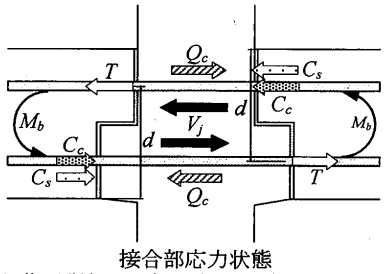


図 16 PC 鋼棒及び柱主筋の歪分布(No. 1, No. 3)



$$V_j = T + C_s + C_c - Q_c = 2T - Q_c \quad (3)$$

$$T = \frac{M_b}{j} = \frac{Q_b \cdot a}{j} \quad (4)$$

接合部応力状態

※Q_c:柱せん断力(kN), Q_b:梁せん断力(kN), a:梁せん断スパン(mm), j:応力中心間距離(j=7/8d, d:有効せい)

図 17 接合部せん断力の算出

図 14 に圧着部(関節部)回転角が層間変形角に占める割合を示す。梁端部回転角θ_bは図 12(a)に示すように，断面内離間位置を決定したときの直線 $\overline{A'B'}$ と直線 $\overline{A''B''}$，直線 $\overline{C'D'}$ と直線 $\overline{C''D''}$ のなす角度とした。柱脚部回転角θ_cは図 12(b)に示すターゲットの動きから同様に求めた。ただし，柱脚部回転角θ_cは図 12(b)に示す圧着面の回転角θ_{c1}と接着面の回転角θ_{c2}の合計値とした。図 14 より梁端部回転角はR=1/200rad.以降，全試験体において層間変形角に対し，梁端部回転角が大部分を占めるものであった。図 14(a)において比が 100%を超えている理由は，層間変形角が 1/100rad.付近で，変位計取付け治具の埋め込み部までコンクリートに数本のひび割れが進展し，治具が多少ぐらついた事，さらに図 12(a)に示すように測定ターゲット間(A点-B点間，C点-D点間)の距離が短い事などで，圧着部回転角を算出する際に誤差が拡大し，比が 100%以上になったと考えられる。一方，柱脚部回転角は PCaPC 試験体がR=1/66rad.以降，柱脚部回転角が層間変形角に対する比が 100%近くなるのに対し，PCaRC 試験体のそれは最大で 80%程度であった。これは図 10(c)に示すように，多数の曲げひび割れが生じ PCaRC 試験体は柱一般部の変形が大きくなったためである。これらより PCaRC 試験体は PCaPC 試験体と比べ，回転変形の割合が小さい。

3.4 歪性状

図 15 に No.1 試験体の PC 鋼より線(上段)の歪分布，図 16 に No.1 試験体の PC 鋼棒及び No.3 試験体の柱主筋の歪分布を示す。PC 鋼材の歪の値は導入プレストレス力による歪(平均導入歪)と実験時の増分歪を足し合わせたものを示している。図 15 より PC 鋼より線の歪分布は梁危険断面を頂点とした三角形分布であることがわかる。図 16 より，No.1 試験体の PC 鋼棒の歪分布は，柱脚危険断面位置で卓越し，柱脚危険断面を頂点とした緩やかな三角形分布を示した。一方，No.3 試験体の柱主筋歪は柱脚危険断面近傍において急激に増大し，歪勾配は大きいものであった。これは PC 鋼棒と異形鉄筋の付着性状の違いを反映したものである。

3.5 接合部せん断応力度

図 17 に接合部せん断力の算出について示す。実験時の接合部入力せん断力は接合部せん断ひび割れ時および架構の最大耐力時の柱せん断力，梁せん断力を(3)～(4)式に代入することで算出する。実験時の接合部せん断ひび割れ強度 $_{ex}\tau_{jcr}$ は，接合部にひび割れが目視で確認された時点の接合部入力せん断力 V_{jcr} を求め，(5)式に代入することで算出する。

$$_{ex}\tau_{jcr} = \frac{V_{jcr}}{b_j \cdot D_j} \quad (5)$$

ここで，b_j:接合部有効幅(=(梁幅+柱幅)/2=275mm)，D_j:柱せいとする。

NII-Electronic Library Service

計算値による接合部せん断ひび割れ応力度 $_{cal}\tau_{jcr}$ は RC 靭性指針[10]の接合部せん断ひび割れ耐力式(6)式を用いた。

$$_{cal}\tau_{jcr}=\sqrt{{}_c\sigma_t^2-\sigma_{(p+N)}\cdot{}_c\sigma_t} \tag{6}$$

ここで $_c\sigma_t$:柱コンクリート引張強度(N/mm²), $\sigma_{(p+N)}$:柱軸応力度(柱プレストレスも考慮)とする。(引張時を正とする)

実験時の接合部入力最大せん断応力度は(7)式により求める。ここで，(7)式中の V_{jmax} は(3),(4)式に最大耐力時の柱せん断力，梁せん断力を代入することで求まる。

$$_{ex}F_j=\frac{V_{jmax}}{\kappa\cdot\phi\cdot b_j\cdot D_j} \tag{7}$$

ここで，κ：接合部形状係数(κ=1.0)，ϕ：直交梁の有無による補正係数(ϕ=0.85)とする。

また計算値による接合部最大せん断応力度 $_{cal}\tau_{jmax}$ は，RC 靭性指針の接合部せん断強度式 (8)式により算出を行った。

$$_{cal}F_j=0.8\sigma_B^{0.7} \tag{8}$$

ここで σ_B：コンクリート圧縮強度(N/mm²)とする。

(5),(6)式を用いた接合部せん断ひび割れ強度を図 18(a)に，(7),(8)式を用いた接合部最大せん断応力度を図 18(b)に示す。接合部せん断ひび割れは，梁端が離間したあとに生じているので梁プレストレスの影響は小さいと考え，接合部せん断ひび割れ強度の算定にあたっては，梁導入プレストレス力を無視し，柱の軸力と柱導入プレストレス力のみを考慮した(6)式を用いた。図 18(a)に示すように全試験体の接合部せん断ひび割れ強度の実験値と計算値は良い対応を示した。接合部最大せん断応力度は，図 18(b)に示すように全試験体において実験値が計算値より小さい結果となった。これは架構の耐力が柱脚部および梁端部の降伏および圧縮破壊により決まったため，接合部の最大耐力に達する前に接合部入力せん断力が頭打ちとなったためである。尚，最大耐力時においても，柱梁接合部のせん断補強筋(降伏歪:3447 μ)の歪の値は PCaPC 試験体が 400 μ 程度，PCaRC 試験体においても 2000 μ 程度であり，降伏に至っていないことを確認している。

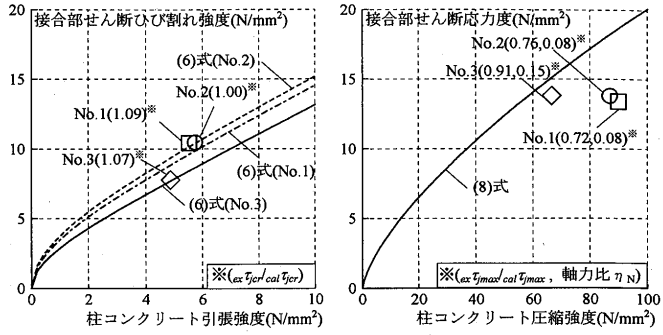
4. 士形架構の骨格曲線

本関節工法を用いた構造物の応答解析を行うためには，士形架構の層せん断力 Q-層間変形角 R 関係のモデル化を行うことが重要である。そこで，まず梁端部および柱脚部の圧着部モーメント M-圧着部回転角 θ 関係(以下，M-θ 関係と称する)のモデル化を行い，その上で，士形架構の Q-R 関係のモデル化を行う。

4.1 圧着部モーメント M ー圧着部回転角 θ

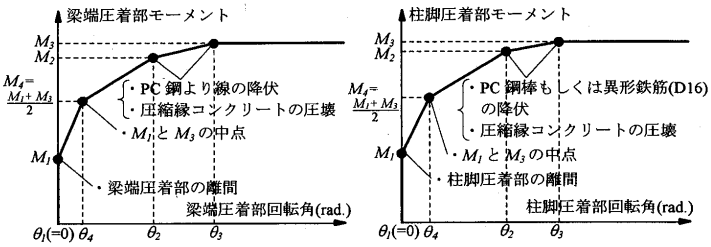
図 19 に本工法を用いた士形架構の梁端部および柱脚部の M-θ 関係の骨格曲線概念図を示す。梁，柱ともに提案する骨格曲線は圧着部の離間時(M_1,θ_1)，引張側最外端の鋼材の降伏もしくは圧縮縁コンクリートの圧壊時(M_2,θ_2)，(M_3,θ_3)，M_1，M_3 の中点(M_4,θ_4)の 5 折れ線型とする。柱，梁部材のコンクリートの応力-歪関係はコンクリートの材料試験結果を普通強度から高強度まで比較的精度良く表現できるといわれている(9),(10)式で示す Popovics 式[11]を用いた。

$$\frac{f_c}{f_c'}=\frac{n\cdot\left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_c'}\right)}{n-1+\left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_c'}\right)^{nk}} \tag{9}$$



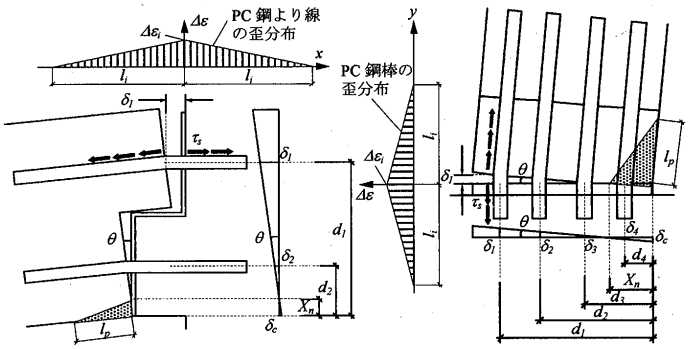
(a) 接合部せん断ひび割れ強度　(b) 接合部最大せん断応力度

図 18　接合部せん断応力度



(a) 梁端圧着部　(b) 柱脚圧着部

図 19　M-θ 関係の骨格曲線概念図



(a) 梁端圧着部　(b) 柱脚圧着部

※ δ_i:引張側から i 段目の鋼材の伸び出し量(mm)，τ_s:鋼材とコンクリートの付着応力度(N/mm²)，θ:圧着関節部回転角(rad.)，l_p:塑性長さ(mm)，X_n:圧縮縁から中立軸までの距離(mm)，d_i:引張側から i 段目の鋼材の位置から圧縮縁までの距離(mm)，$\Delta\varepsilon_i$: 引張側から i 段目の鋼材の危険断面位置における離間後の増分歪，l_i:引張側から i 段目の鋼材の付着長さ(mm)

図 20　危険断面の変形状態

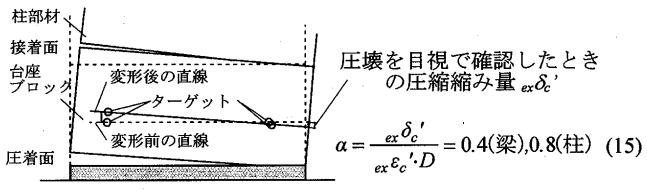


図 21　圧縮縮み量 $_{ex}\delta_c'$ の導出

$$n=0.8+\frac{f_c'}{17} \tag{10}$$

ここで，f_c:コンクリート応力度，f_c':シリンダー圧縮試験による圧縮強度，ε_{cf}:コンクリートの歪，ε_c':f_c'時のコンクリートの歪，n:曲線フィティング係数，k:ポストピーク後の増分係数とする。本算定においては，k=1 としてコンクリートの応力度を求めた。

図 20 に危険断面の変形状態について示す。各折れ点のモーメントは圧着部におけるコンクリート断面の変形平面保持を用い，算出を行う。本算定では，コンクリート断面のみに平面保持を用いており，

NII-Electronic Library Service

鋼材－コンクリート間は付着応力度を考慮しているので鋼材に関しては平面保持は成り立っていない。各段の鋼材の伸び出し量δは回転角θと中立軸位置から圧縮縁までの距離 X_n を用い，(11)式より算出する。また，鋼材の歪分布を図 20 のように三角形分布とし，これを積分することで(12)式により算出ができる。(12)式の付着長さ l_i は(13)式から求めた。これらより，θと X_n を変数とした各段の鋼材の離間後の増分歪$\Delta\varepsilon_i$が(14)式より求まる。

$$\delta_i = \theta \cdot (d_i - X_n) \tag{11}$$

$$\delta_i = 2\int \varepsilon(x)dx = \Delta\varepsilon_i \cdot l_i \tag{12}$$

$$l_i = \frac{E_s \cdot n_i \cdot A_s \cdot \Delta\varepsilon_i}{n_i \cdot \psi_s \cdot \tau_s} \tag{13}$$

$$\Delta\varepsilon_i = \sqrt{\frac{\theta \cdot \psi_s \cdot \tau_s \cdot (d_i - X_n)}{E_s \cdot A_s}} \tag{14}$$

δ_i:引張側から i 段目の鋼材の伸び出し量(mm)，θ :圧着部回転角(rad.)，d_i:引張側から i 段目の鋼材の位置から圧縮縁までの距離(mm)，X_n:圧縮縁から中立軸までの距離(mm)，$\Delta\varepsilon_i$:引張側から i 段目の鋼材の増分歪，l_i:引張側から i 段目の鋼材の付着長さ(mm)，n_i:引張側から i 段目の鋼材の本数，ψ_s:鋼材の周長(mm)，τ_s:鋼材とコンクリートの付着応力度(N/mm^2)，E_s:鋼材のヤング係数(N/mm^2)，A_s:鋼材の断面積(mm^2)とする。PC 鋼より線の付着応力度は既往の研究[4),5)]より 1.1N/mm^2 とした。PC 鋼棒の付着応力度は，片持ち柱の実験[5)]で得た付着応力度 1.4N/mm^2(R=1/100rad.時)を本算定に平均付着応力度として用いた。また，異形鉄筋の付着応力度は本実験結果から，初期段階(R=1/200rad.付近)で高くなる傾向があり，その値は概ね 4N/mm^2 を示し，その後(1/100rad.以降)付着応力度は平均的に 3N/mm^2 を示した。本算定では異形鉄筋の平均付着応力度として，計算簡略化のため下限値 3N/mm^2 一定とした。

Popovics の応力度-歪関係を用いるにあたり，図 20 に示す圧縮縁コンクリートの塑性長さ l_p を梁せいおよび柱せいの α 倍で表せるものと仮定した。この塑性長さ係数 α は実験時において目視により圧壊を確認したときの変位計から得られる圧縮縁の縮み量 ${}_{ex}\delta_c'$ と，材料試験結果から得られた圧縮強度時の歪 ${}_{ex}\varepsilon_c'$ と部材せい D を用い，(15)式より梁端部では 0.4，柱脚部では 0.8 と求まった。尚，圧縮縮み量 ${}_{ex}\delta_c'$ は図 21 で示す導出方法で求めた。これらより，離間後の圧縮縁コンクリートの歪ε_cは(16)式で求めることができる。

$$\alpha = \frac{{}_{ex}\delta_c'}{{}_{ex}\varepsilon_c' \cdot D} = 0.4(\text{梁}),0.8(\text{柱}) \tag{15}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\delta_c}{l_p} = \frac{\theta \cdot X_n}{\alpha \cdot D} \tag{16}$$

ここで，α:塑性長さ係数，${}_{ex}\delta_c'$:実験結果から得た梁部材および柱部材の圧縮縁コンクリート圧壊時の縮み量(mm)，${}_{ex}\varepsilon_c'$:材料試験結果から得た梁部材および柱部材のコンクリート強度時の歪，D:梁せいおよび柱せい(mm)，δ_c:コンクリート圧縮縁の縮み量(mm)，l_p:塑性長さ(mm)とする。

これらの値を用い，(17)式により断面のつり合いを確認し，(18)式で断面力によるモーメントを算出する。

$$C = \sum T_i + N = E_s \cdot A_s \cdot \sum(n_i \cdot \varepsilon_i) + N \tag{17}$$

$$M = \sum(T_i \cdot j_i) + C \cdot j_c = E_s \cdot A_s \cdot \sum(n_i \cdot \varepsilon_i \cdot j_i) + C \cdot j_c \tag{18}$$

ここで，C:コンクリートの圧縮力，T_i: 引張側から i 段目の鋼材の張力，N:軸力，ε_i:引張側から i 段目の鋼材の歪，M:圧着部モーメント，j_i:引張側から i 段目の鋼材位置から断面図心までの距離，j_c:コンクリート圧縮力から断面図心までの距離とする。

第 1 折れ点である離間時のモーメント M_1 を求める。第 1 折れ点のモーメント M_1 は，梁端部，柱脚部ともに中立軸が引張側最外端の鋼材の位置に至ったときのモーメントとする。尚，そのときの回転角θ(全試験体とも梁:1/4500rad.未満,柱:1/1500rad.未満)は極小なので，この時の回転角θを 0 とした。第 2 折れ点以降のモーメント M_2, M_3 および圧着部回転角は引張側最外端の鋼材が降伏歪に達した時，もしくは圧縮縁コンクリートの歪がコンクリート強度時の歪に達した時として，(9)～(18)式により算出する。その後 M_1 と M_3 の中点を M_4 として M-θ 関係の骨格曲線が求まる。ただし，断面解析を行う際に，圧着部のモーメントがこれらの事象が起こる前に最大耐力に達したときはその点を最終折れ点とする。尚，本算定では，圧縮応力の負担はコンクリートのみでしているので，最大モーメントが求まった後はモーメント一定とした。

4.2 層せん断力 Q－層間変形角 R

層せん断力 Q-層間変形角 R の骨格曲線は図 22 に示す骨組モデルを用いて求めた。層せん断力 Q-層間変形角 R における各折れ点は梁端部または柱脚部のモーメントがそれぞれの M-θ 関係の各折れ点に対応して求められる。尚，柱梁接合部の剛域を RC 規準[9)]を用いて算出し，柱材軸方向は梁材軸と柱材軸の交点から上下各 130mm(計 260mm)とした。梁材軸方向はコーベルを設けていることや計算の簡略化を考慮し，梁材軸と柱材軸の交点から左右各 160mm(計 320mm)とした。図 23 に提案する骨格曲線と実験値の層せん断力 Q-層間変形角 R 関係の包絡線の比較を示す。求めた骨格曲線と実験値の包絡線とは概ね良い対応をしている。これより本算定方法の妥当性を示した。

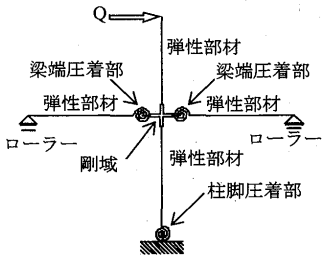
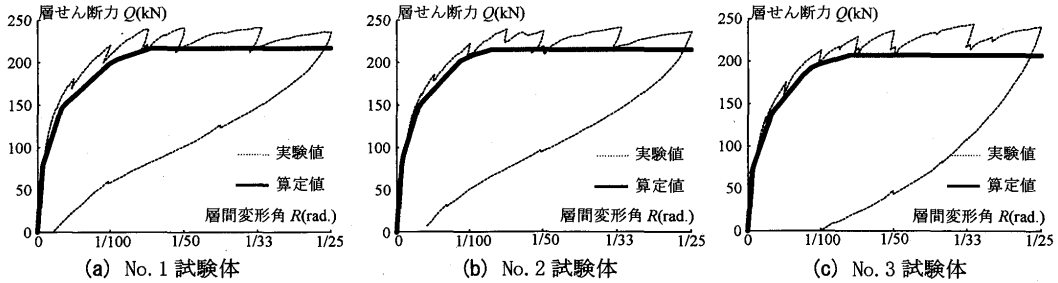


図 22　骨格曲線を求めるための骨組モデル



(a) No. 1 試験体　(b) No. 2 試験体　(c) No. 3 試験体

図 23　提案する骨格曲線と実験値の層せん断力 Q-層間変形角 R 関係の比較

NII-Electronic Library Service

5. 2次元有限要素法解析

5.1 解析概要

士形架構の応力状態の把握を目的に2次元有限要素解析を行った。解析には非線形有限要素解析ソフト"FINAL ver.9.9"を用いた。解析モデルの要素分割及び圧着部のモデルを図 24 に示す。PCaPC 試験体の梁, 柱部材および PCaRC 試験体の梁部材のポストテンション後のグラウト注入及びその後の硬化は，グラウトを表わす接合要素のせん断剛性を 0 とし, PC 鋼材への初期歪み導入後に剛性を持たせることで表現した。圧着面では界面要素により梁－目地モルタル間, 柱一般部－台座ブロック間，台座ブロック－目地モルタル間の離間を表現した。柱に軸力を導入した後に柱頭加力点に水平方向の強制変位による単調載荷を行った。境界条件は図 24 に示す通りとし，支持点近傍は鋼板要素とした。

5.2 要素と構成則

コンクリートと端部の鋼板には4節点平面応力要素を用い，材料特性には材料試験結果の値を用いた。コンクリートのσ-ε関係として図 25(a)に示すモデルを用いた。圧縮強度までは, FEM ソフト FINAL において用意されている中で最適と思われる修正 Ahmad 式 [12]を用いた。引張強度まで弾性，下降域には出雲ら [14]の tension stiffening 効果を考慮した。破壊条件には Kupfer ら [15]の2軸破壊基準を用いた。鉄筋及び PC 鋼より線にはトラス要素を使用し，図 25(b)に示すように PC 鋼より線のσ-ε関係は多点折線，柱，梁主筋および PC 鋼棒のそれは bi-linear とした。せん断補強筋はコンクリート要素中に均した。鋼材の付着には4節点アイソパラメトリック接合要素を使用し，図 25(c)に示すように PC 鋼材は既往の研究 [4),5)]，異形鉄筋は 4.1 節で示した実験結果のτ-S 関係をモデル化した。圧着接合面の界面要素は圧縮力に対して剛，引張力を負担しないモデルとした。圧着接合面の摩擦係数=0.7 を用いてせん断伝達特性を考慮した。

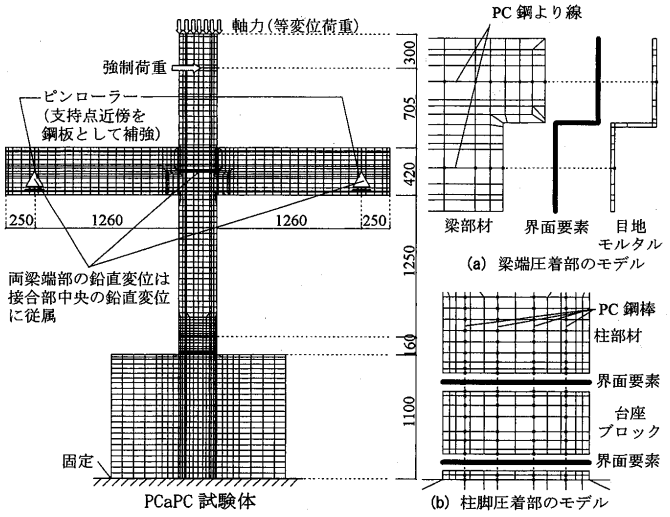


図 24 解析モデル(PCaPC 試験体)

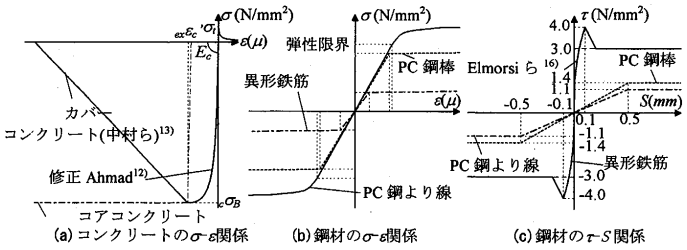


図 25 材料特性モデル

5.3 実験値との比較

図 26 に実験および解析における層せん断力 Q-層間変形角 R 関係，図 27 に実験および解析における No.1 試験体の PC 鋼材の歪分布を示す。図 26 より実験値の包絡線と解析による初期剛性がほぼ一致しており，最大耐力に至るまで解析値と実験値はよい対応を示している。尚，梁端部，柱脚部等をモデル化する際，図 25(a)に示すようにコアコンクリートを圧縮破壊させずに最大強度を維持させた事で，梁及び柱主筋の鋼材の性質がそのまま反映され，変形硬化した Q-R 関係を示す結果となった。また図 27 に示すように PC 鋼材の歪分布の解析値も実験値と同様，危険断面を頂点とした三角形分布を示した。また，解析値は実験値と概ねよい対応をしている。

5.4 接合部および柱脚部の応力状態

図 28，図 29 に No.1，No.3 試験体の実験時最大層せん断力時の接合部せん断応力度分布および柱脚部最小主応力度分布を示す。No.1 試験体の方が No.3 試験体と比べ，最大せん断応力度分布は接合部内全域に広く分布しており，接合部のせん断強度の基準値 ${}_{cal}F_j$(=(8)式により算出した値)に近い値を示しているコンクリート要素は少なくなっている。これらは図 9 に示す実験結果の接合部の損傷の大小と対応している。柱脚部最小主応力度分布では No.3 試験体は No.1 試験体と比べ，危険断面から柱材軸方向に色の濃い黒塗りのコンクリート圧縮応力度の大きい

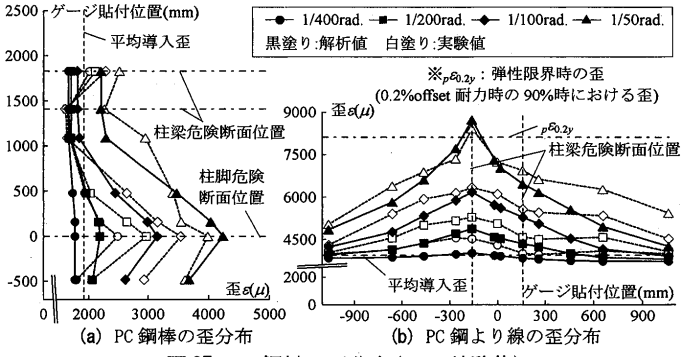


図 27 PC 鋼材の歪分布(No. 1 試験体)

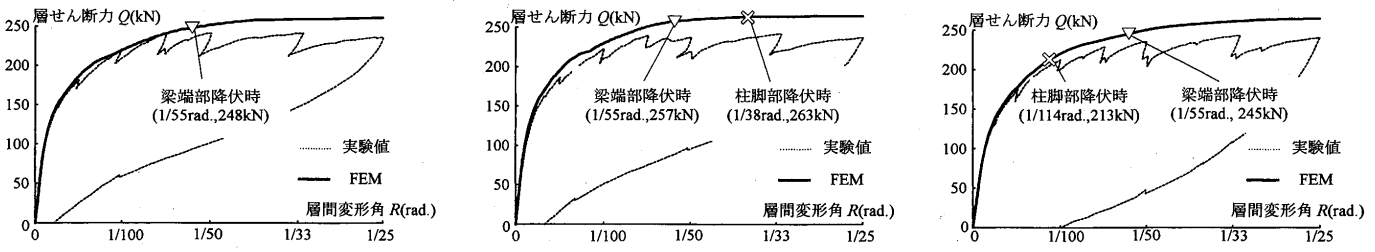


図 26 層せん断力 Q-層間変形角 R 関係

NII-Electronic Library Service

部分が伸びているのがわかる。図 10 で示す柱脚部最終破壊状況においてもNo.3 試験体の方がNo.1 試験体よりも圧縮破壊している範囲が柱材軸方向に伸びており，実験，解析結果は同様な傾向を示した。

図30(a)にNo.1 試験体の梁端部の要素が最大圧縮強度に到達した時のx 方向の応力度分布，図 30(b)にNo.1 試験体の柱脚部の要素が最大圧縮強度に到達した時のy 方向の応力度分布を示す。尚，図中に 4.1 節で提案した梁端，柱脚部の塑性長さを示す。圧縮強度 $_c\sigma_B$ 時を最大値表示(黒塗り)とした図 30 に示すように，実験結果から求めた塑性長さ(梁:0.4D，柱:0.8D)の範囲では大きな圧縮応力度がコンクリート圧縮縁に分布しているのがわかる。

6. 結

PC 圧着関節工法を用いた士形架構実験および FEM 解析を行い，以下の知見を得た。

1)本工法を用いた士形架構(不静定構造物)においても圧着部(関節部)に弾性回転を形成させ，残留変形の小さい原点指向型の非線形弾性の復元力特性を有する。

2)柱を PCaRC 造にした試験体と比べ，本工法を用いた架構の損傷は柱および梁の圧着部に集中しており，部材一般部の損傷を抑制した。これより本工法を用いた架構は損傷制御効果を有している。

3)圧着面にコンクリートの変形平面保持を用いて，架構の層せん断力 Q-層間変形角関係 R の包絡線算定法を提案し，よい精度であることを示した。

4)圧着面の離間を表現する FEM 解析により実験値の包絡線および鋼材の歪分布をよく再現できた。また実験では得ることが出来ない PCaPC，PCaRC 試験体の応力状態を確認し，それらの応力状態が異なることを示した。

付記

本研究の実験は，平成 18 年度国土交通省「建設技術研究開発費補助金〔基礎・応用研究開発〕(研究代表者:東京理科大学教授 松崎育弘，分担者:東京工業大学准教授 坂田弘安，新潟工科大学准教授 中野克彦，独立行政法人建築研究所上席研究員・研究主幹 福山洋，東京理科大学助教 杉山智昭)」により実施した。

謝辞

本研究は，KTB 協会のもとに設立された KTB 圧着技術研究所(所長：中野清司)の委員会の協力を得た。

試験体作成において，黒沢建設株式会社および黒沢建設株式会社グループ株式会社 JPC には多大なご協力を戴きました。本研究の実験を行うにあたり，新潟工科大学准教授 中野克彦氏，独立行政法人建築研究所上席研究員・研究主幹 福山洋氏，財団法人ベターリビングに多大なご協力を戴きました。東京理科大学松崎研卒論生，東京工業大学坂田研大学院生に協力を戴きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

1)中野清司，田邉恵三，松崎育弘，和田章，坂田弘安，久保山寛之，杉山智昭，池澤誠：PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.576，pp125-132，2004.2

2)坂田弘安，久保山寛之，杉山智昭，池澤誠，和田章，松崎育弘，町田重美，中野清司：PC 圧着関節工法を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.588，pp141-147，2005.2

3)中井敏文，松崎育弘，坂田弘安，竹内宏次:PC 圧着関節工法を用いた T 形部分架構の構造性能に関する実験研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp535-540，2006

4)松崎育弘，池澤誠，坂田弘安，杉山智昭，和田章，中野清司：エポキシ防錆被膜された PC 鋼より線とセメントグラウトの付着性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.600，pp163-170，2006.2

5)今井孝，松崎育弘，坂田弘安，杉山智昭：PC 圧着関節工法における PC 鋼棒および PC より線の付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp469-474,2007

6)プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，AIJ，1998.11

7)中野清司，田辺恵三，町田重美，和田章：PC 圧着関節工法による損失制御設計(その 1 損失制御設計の考え方)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-Ⅱ，pp893-894，2001

8)鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発(New RC)，(財)国土開発技術研究センター，1993.3

9)鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説-許容応力度設計法-，AIJ，1999.10

10)鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，AIJ，1998.4

11)Sandor Popovics:A NUMERICAL APROACH TO THE COMPLETE STRESS -STRAIN CURVE OF CONCRETE，CEMENT and CONCRETE RESEACH，Vol.3，pp583-599 1973

12)長沼一洋:三軸圧縮化のコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp163-170，1995-8

13)Hikaru Nakamura，Takeshi Higai:Compressive Facture Energy and Facture Zone Length of Concrete，Seminar on Post-peak Behavior of RC structures Subjected to Seismic Load，JCI-C51E，Vol.2，pp259-272，1999.10

14)出雲他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp107-120，1987.9

15)Kupfer，H.B. and Gerstle，K.H.:Behavior of Concrete under Biaxial Stress，Journal of the Engineering Mechanics Division，ASCE，Vol.99，No.EM4，pp853-866，Aug，1973

16)Elmorsi,M，Kianoush,M.R. and Tso，W.K. Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints，Canadian Journal of Civil Engineering，vol.27,pp. 490-505,2000

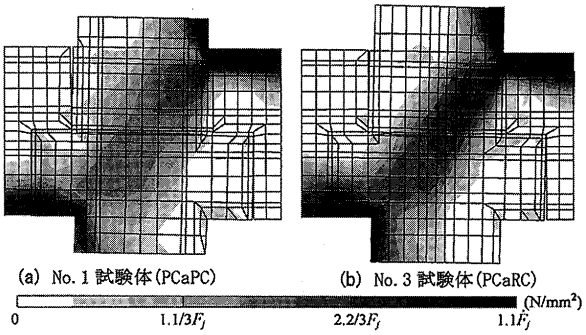


図 28 接合部せん断応力度分布

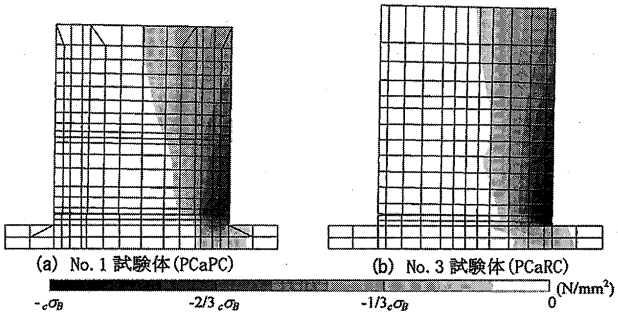


図 29 柱脚部最小主応力度分布

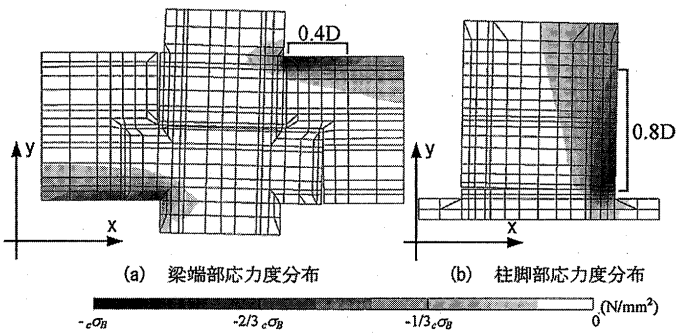


図 30 最大圧縮強度時の梁端部・柱脚部応力度分布

(2007年 6 月10日原稿受理，2007年10月25日採用決定)

NII-Electronic Library Service